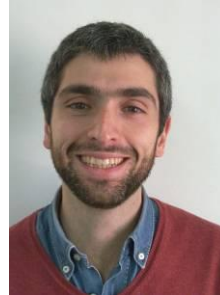


Concepção de Edifícios com Grande Área de Implantação



José Camara¹



Carlos Figueiredo²

RESUMO

A concepção de edifícios com áreas de implantação grande coloca desafios no que respeita à análise dos efeitos das deformações impostas e da acção sísmica. Estes são discutidos nesta apresentação, onde conceitos e a formulação para análise das problemáticas que se colocam são evidenciadas. Finalmente, são ilustradas algumas realizações que foram projectadas segundo essas linhas gerais.

Palavras-chave: Concepção estrutural, Juntas estruturais, Deformações impostas, Efeitos sísmicos.

1. INTRODUÇÃO

Nesta comunicação discute-se a **concepção estrutural dos edifícios**, com grandes dimensões em planta, defendendo-se a opção por soluções sem ou com poucas juntas estruturais. Para isso, há que discutir, por um lado, a resposta das estruturas de betão às deformações impostas, aplicadas de uma forma mais ou menos lenta (retracção do betão, variações de temperatura, ou, no caso de pisos pré-esforçados, da deformação por fluência) e, por outro lado, as características da resposta à acção sísmica.

É reconhecido que as **juntas estruturais** são inconvenientes para a manutenção dos edifícios, com implicações ao nível de infiltrações de água nas coberturas, e para a qualidade funcional no interior do edifício, nos pisos e nos elementos verticais. Também do ponto de vista da resistência ao fogo as juntas são uma menos valia. Portanto, se for possível conceber a estrutura com menos ou sem juntas, será sempre vantajoso para o conjunto do edifício, até porque se evita ou minimiza todos os acabamentos associados a “esconder” as juntas, especialmente se estas tiverem uma dimensão mais significativa, como resulta, em geral, de uma avaliação “correcta” para a acção sísmica.

No que diz respeito às **deformações impostas lentas**, o parâmetro referido como tendo mais implicações nos efeitos estruturais é a maior dimensão em planta que, sendo importante, é claramente insuficiente. Analisam-se, as principais características da resposta do betão estrutural às deformações impostas lentas e realçam-se, para os diferentes elementos estruturais dos edifícios, as verificações de segurança que devem ser tidas em consideração.

1 Prof. Associado Instituto Superior Técnico, Av.^a Rovisco Pais 1049-001, Lisboa, Portugal, jcamara@civil.ist.utl.pt
Sócio Gerente JSJ, Estruturas, Lda., Av. Sidónio Pais, 18 – 3º Dtº, 1050-215 Lisboa, Portugal, jcamara@jsj.pt

2 Engenheiro Sénior - JSJ, Estruturas, Lda., Av. Sidónio Pais, 18 – 3º Dtº, 1050-215 Lisboa, Portugal, cfigueiredo@jsj.pt

Para a **acção sísmica** as indicações regulamentares (EC8), relativamente às vantagens de optar por blocos estruturais com características de regularidade em altura e planta, são bem conhecidas. No entanto, em termos da sua implementação para muitos casos que se colocam na prática precisam de ser melhor enquadradas. Algumas reflexões nesta matéria são apresentadas nesta comunicação.

A limitação de **danos nos elementos não estruturais** é um dos aspectos relevantes a considerar na concepção estrutural e posicionamento de eventuais juntas em termos do comportamento em serviço, quer do ponto de vista das deformações impostas lentas quer da acção sísmica. Os estados limites de serviço a obedecer, para controlar esta problemática, são realçados.

2. ANÁLISE DA SENSIBILIDADE DAS ESTRUTURAS AOS EFEITOS DAS DEFORMAÇÕES IMPOSTAS. INDICAÇÕES REGULAMENTARES.

Só recentemente, existe no meio técnico a percepção clara de que as deformações impostas aplicadas gradualmente, como a retracção do betão e/ou as variações térmicas, devem ser consideradas, no essencial, apenas na verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização. Por outro lado, neste âmbito, nos Estados Limites Últimos, haverá principalmente que se preocupar com a ductilidade e não com a resistência.

Regulamentarmente, apenas com o EC2, é que estes princípios são claramente assumidos no ponto 2.3.2.2(2): “Os efeitos da retracção e da fluência deverão ser considerados na verificação dos estados limites últimos apenas quando são importantes os efeitos de segunda ordem. Noutros casos, não é necessário considerá-los desde que a ductilidade e a capacidade de rotação dos elementos sejam suficientes”. No entanto, estes princípios foram sendo realçados no passado [1, 2, 3, 4, 5].

Por outro lado, continua a ser dada a orientação de que para edifícios com pequena dimensão em planta, em geral refere-se 30m, como no EC2 no ponto 2.3.3, os efeitos da retracção do betão e variações de temperatura, não precisam ser considerados na avaliação do comportamento global das estruturas. As indicações no REBAP são semelhantes e terá conduzido muitos projectistas a tomar, no passado, essa indicação como uma garantia de menores preocupações e melhor qualidade do projecto.

Na verificação da **segurança em serviço das lajes** (ver §3.1.2 e 3.3), poder-se-á ter um edifício, como o representado na fig.1, com estrutura acima do terreno com elevada rigidez nas extremidades, até com dimensões em planta não muito elevadas (Fig. 1.a), em que os efeitos da retracção são condicionantes para o comportamento em serviço, pois as lajes estão fortemente restringidas. No caso das caves (Fig. 1.b), a restrição vem ainda das paredes laterais, que contribuem para gerar tracções, que são importantes no controlo da fendilhação. A nossa experiência mostra que, este tipo de situações é recorrente, e se convenientemente analisados, conduzem a taxas de armadura aceitáveis.

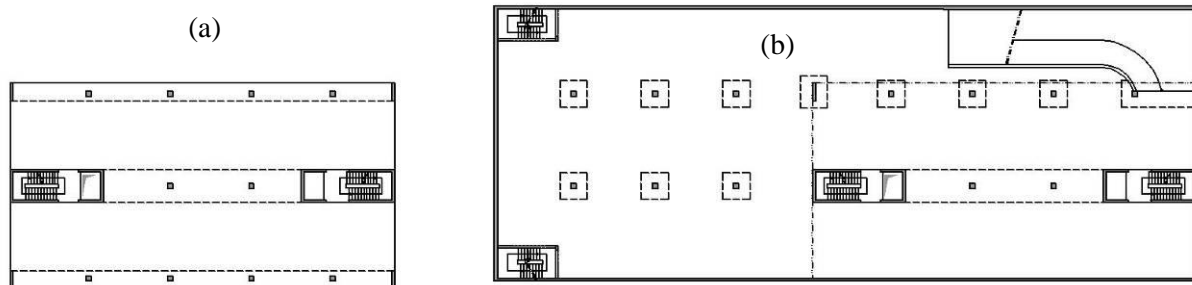


Figura 1. Plantas de um edifício com restrições à deformação livre, dos pisos superiores (a) e enterrados (b)

Por outro lado, as estruturas de edifícios com pórticos e paredes são dimensionadas à acção sísmica com preocupação de assegurar boas características de ductilidade através de modelos conhecidos e referidos no §4.2. Num país como o nosso, em que a regulamentação sísmica é exigente, nesta

matéria, a ductilidade disponível nos **elementos verticais**, para acomodar os efeitos de deformações impostas lentas, como das variações de temperatura e retracção do betão, estará folgada. Em muitos casos, verifica-se mesmo que essa deformação é total ou parcialmente absorvida em termos da resistência disponível, sem necessidade de mobilizar a ductilidade.

Ao nível do comportamento em serviço dos pilares mais próximos do contorno, o incremento de esforços em serviço devido às deformações impostas lentas é, em geral, claramente aceitável em termos do controlo de fendilhação ou nível de tensão (ver §3.3). No entanto, uma vez que as deformações diferenciais se concentram em geral nos pisos inferiores dos edifício, a concepção de edifícios com juntas estruturais parciais, apenas nos pisos inferiores, poderá ajudar (ver Fig. 3.) Desta forma evitam-se juntas na cobertura e garante-se um comportamento global para a acção sísmica.

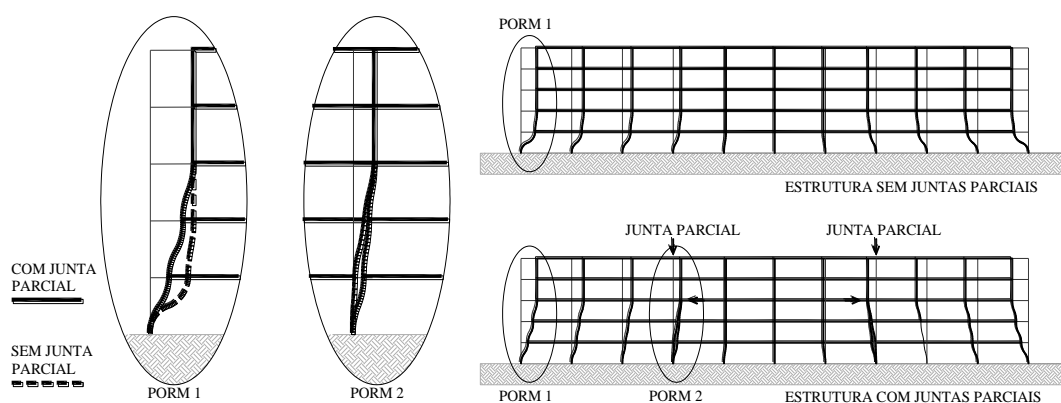


Figura 2. Juntas Estruturais Parciais - Esquema da configuração deformada de um pórtico com e sem juntas parciais para deformações impostas [9]

Para além dos aspectos relacionados com o comportamento do betão estrutural é importante quantificar, do ponto de vista dos **elementos não estruturais**, que deformações são aceitáveis, por exemplo, para limitação da fendilhação em painéis de alvenaria.

As normas dão indicações para o efeito das deformações verticais dos pisos, limitando, como no EC2, o incremento de deformação, depois de colocadas as **alvenarias**, a uma relação flecha/vão de 1/500, Fig. 3(a). Fazendo uma equivalência à deformação imposta horizontal à estrutura, conclui-se que o critério seria o de limitar a relação da deformação relativa entre pisos pela sua altura a 1/250 (Fig. 3(b)). Refira-se que o EC8 limita este deslocamento relativo entre pisos, sob a acção do denominado sismo de serviço, a 1/200, Fig. 3(c), o que mostra que o anterior valor, sendo mais restritivo, é um limite coerente. Evidentemente, que este limite depende do tipo de fachada.

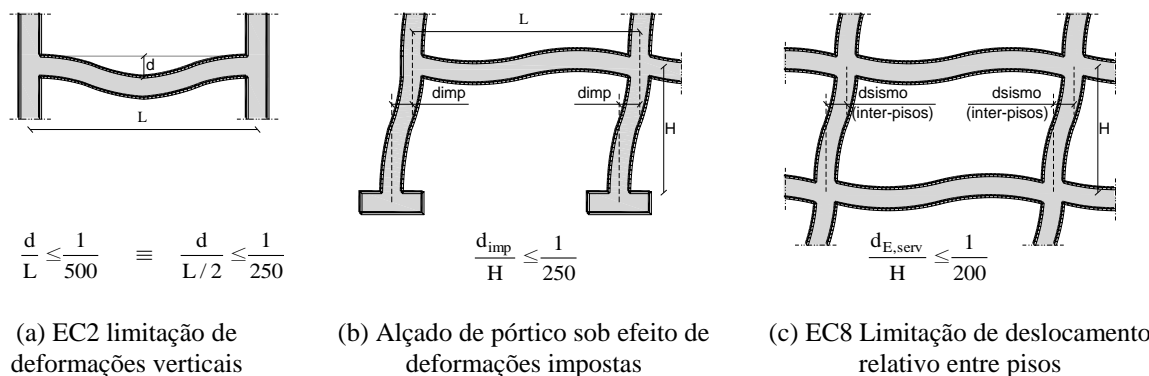


Figura 3. Limitações regulamentares de deformação

Como exemplo, para um edifício simétrico com 100m (maior dimensão), a deformação diferencial ao nível do piso inferior é, considerando um modelo desfavorável, para uma altura interpisos de 4m:

$$\frac{\Delta}{h} = \frac{L \times (\epsilon_{cs} + \psi_2 \cdot \Delta t)}{h} = \frac{50 \times 30 \times 10^{-5}}{4} = \frac{1}{267} = 3.75\text{‰} \leq \frac{1}{250} \quad (1)$$

3. RESPOSTA DO BETÃO ESTRUTURAL A DEFORMAÇÕES IMPOSTAS. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.

3.1. Características específicas da resposta do betão estrutural a deformações impostas

3.1.1. Efeitos de flexão

Sob o efeito de cargas, a distribuição de esforços em serviço entre os apoios e vão pode variar, tendo em conta a rigidez relativa dessas zonas, à medida que a história e o nível de carga vão evoluindo, mas sempre tal que equilibram as acções. Pode haver uma variação de esforços nas secções, em **serviço**, da ordem de 10 a 15%, mas sem redução global de esforços. Para uma deformação imposta, a grandeza dos esforços depende directamente do estado de tensão/deformação inicial na estrutura.

Sob o efeito de um carregamento correspondente a acções gravíticas de serviço, com alguma fendilhação sobre os apoios e/ou no vão, qualquer deformação imposta, mesmo que de curto prazo, irá provocar um incremento de esforços inferior ao avaliado considerando uma resposta elástica (Fig. 4). A menor ou maior redução, em relação ao valor elástico, depende das quantidades de armadura e da extensão das zonas fendilhadas, com incrementos de esforços do mesmo sinal que os iniciais [1,2].

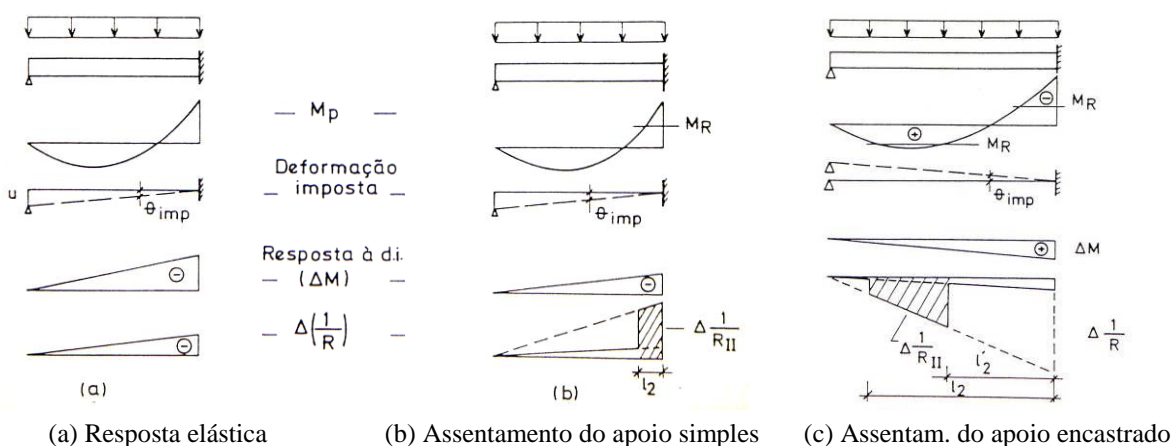


Figura 4. Efeitos de deformações impostas sobrepostas a cargas [2]

Na Fig. 5(a) apresentam-se valores médios para um coeficiente de redução, ξ , do valor do momento elástico para deformação impostas de curto prazo, com indicação de uma faixa de variação dependente da extensão da zona fendilhada, com incremento de momento do mesmo sinal do inicial.

Por outro lado, para deformações impostas lentas no tempo, como a retracção do betão e a variação de temperatura, o facto de o betão fluir, implica uma perda de rigidez importante que contribui também para aquela redução. Evidentemente que estes dois factores (perda de rigidez por fendilhação e fluência do betão) não são adicionáveis. Os coeficientes apresentados na Fig. 5(b), com uma faixa de variação curta, consideram a redução dos valores elásticos com a sobreposição desses efeitos [2].

Nas verificações de segurança em serviço aos efeitos de flexão por deformações impostas, estas características da resposta das estruturas têm de ser consideradas. Refira-se que Petschke[10], propôs, recentemente numa tese de doutoramento em Madrid, reduções superiores dos esforços elásticos.

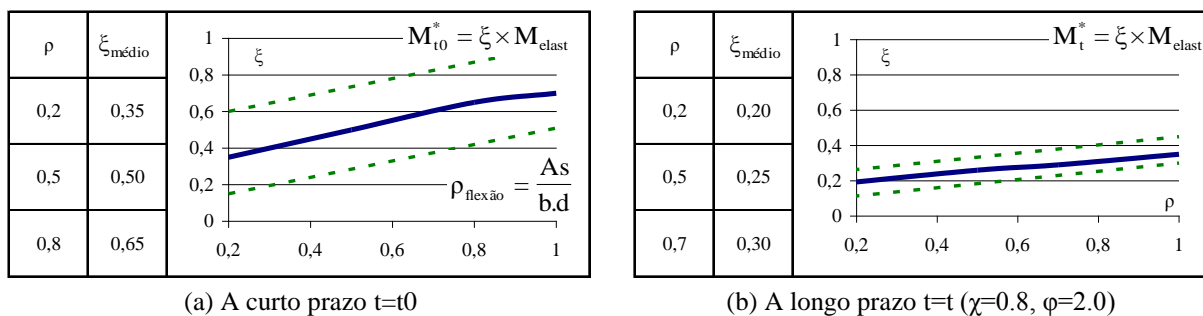


Figura 5. Redução dos esforços elásticos devidos a deformações impostas por efeitos de flexão

3.1.2. Efeitos Axiais Isolados e Com Flexão

As deformações impostas por retracção, variações uniformes de temperatura e a deformação por fluência de elementos pré-esforçados geram, se impedidas ou restringidas nessa direcção (Fig. 1), esforços hiperstáticos de tracção, se a deformação imposta for no sentido do encurtamento.

Característico desta situação é o caso do tirante submetido a uma deformação imposta axial ou, o que é equivalente, com restrição à sua deformação livre, em que após o início da fendilhação, e até se ter uma situação de fendilhação estabilizada, o esforço axial máximo pouco ultrapassa o esforço axial de fendilhação, o qual é atingido antes da formação de cada nova fenda – Fig. 6(a). No entanto, nas situações dos elementos estruturais dos edifícios, em particular das lajes, estas estão submetidas à acção das cargas verticais permanentes ou quase-permanentes, com o desenvolvimento de esforços de flexão, quando posteriormente, ao longo do tempo, devido a restrições várias à deformação livre, se vai gerando o efeito axial de restrição. Como mostram os diagramas N- ϵ na Fig. 6(b), nestes casos, o esforço axial que se gera, é crescente com a deformação imposta, mas sempre inferior ao caso anterior. Estas características de comportamento têm resultado de diversos estudos de análises não lineares [6, 7] e correspondem ao que se esperaria fisicamente.

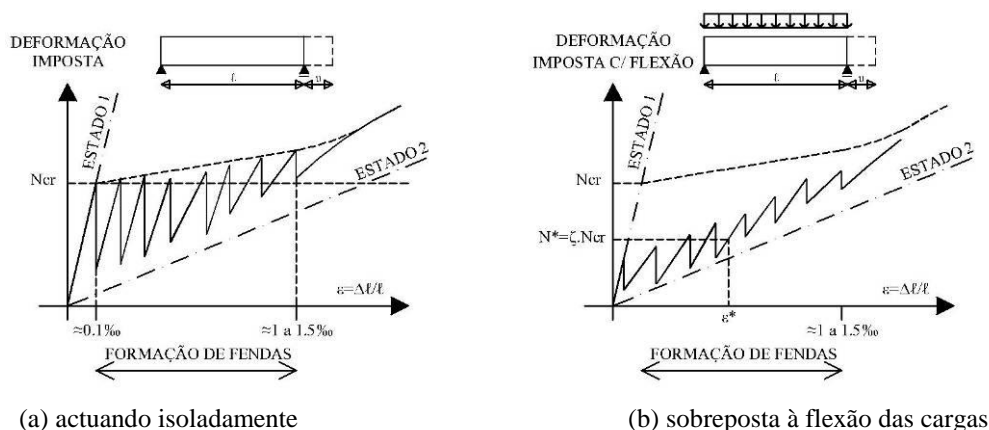


Figura 6. Diagramas N- ϵ sob deformações impostas axiais

Na Fig. 7. apresentam-se valores que se propõem, para avaliação em serviço do incremento de esforço axial devido à deformação imposta, sobreposta ao efeito da flexão das cargas. Evidentemente, que há outros parâmetros que intervêm, mas a sua relevância é menor. Verifica-se que a fendilhação por flexão devida às cargas faz diminuir o esforço axial máximo devido à deformação imposta.

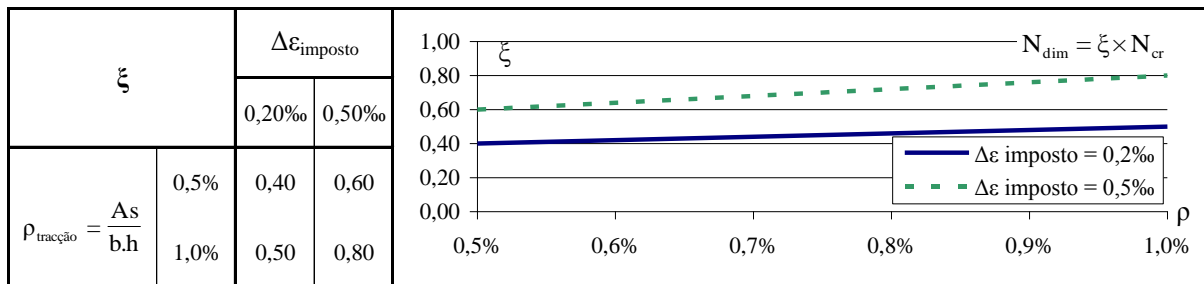


Figura 7. Redução do esforço axial de fendilhação - deformação imposta axial com flexão devida a cargas

3.2. Critérios de Verificação da Segurança

Assim, para situações de **actuação isolada**, ou pelo menos predominante, de uma deformação imposta de tracção, o máximo esforço que se pode esperar, é o de fendilhação.

Na **sobreposição dos efeitos de cargas**, em geral de flexão, com os de deformações impostas de flexão e axiais, há que estimá-los, adequadamente, através dos princípios resumidos nas Figs. 5 e 7.

Na prática, é usual avaliar os efeitos das deformações impostas lentas, numa estrutura tendo em consideração, à partida, o efeito da fluência tomando no cálculo o módulo de elasticidade ajustado:

$$E_{c,aj} = E_{c,0} / (1 + X\varphi) \quad (2)$$

Para análise do efeito da retracção, tomando para coeficiente de fluência $\varphi=2.5$ e de envelhecimento $\chi=0.8$ tem-se um módulo de elasticidade da ordem de 1/3 do regulamentar, ou seja, um coeficiente $\xi=0.33$. No caso de uma variação de temperatura sazonal (Verão-Inverno) poder-se-ia avaliar, com mais rigor, um valor ajustado para este efeito mas, em geral, considera-se, simplificada, uma redução para metade do módulo de elasticidade de referência ($\xi=0.5$).

No caso da deformação imposta provocar flexão podem considerar-se, de uma forma conservativa esses esforços (sem tirar partido suplementar da perda de rigidez por fendilhação) que é uma hipótese razoável para pilares. No caso das vigas pode-se explorar uma redução complementar ao valor de $\xi=0.33$, de acordo com os valores da Fig. 5(b).

Se a deformação imposta gerar um efeito de tracção não uniforme como no piso de um edifício, há que limitar desde logo N a N_{cr} e aplicar ao conjunto dos esforços o coeficiente ξ (Fig. 7).

Avaliados esses esforços há que calcular tensões e estabelecer o controlo directo ou indirecto da abertura de fendas. Neste âmbito o EC2 define como critérios principais:

- Para combinação de acções em que as **deformações impostas actuam isoladamente** ou são claramente predominantes, limitar, pelo menos, a tensão máxima nas armaduras a f_{syk} . São as situações para as quais o EC2 propõe **quantidades mínimas de armaduras** de tracção e/ou flexão – expressão 7.1 do EC2. Esta é generalizada para a avaliação da armadura mínima de alma de vigas altas ou de banzos traccionados, sujeitos à imposição da deformação global da secção quando fendilha.
- Para **combinações de acções características** em que os efeitos das acções directas são predominantes condicionar a máxima tensão nas armaduras a $0.8 f_{syk}$, para garantir uma certa reserva em relação ao risco de cedência das armaduras em serviço. Em situações de sobreposição de deformações impostas à acção predominante de cargas, esta limitação permite verificar a aceitabilidade das quantidades de armadura, por exemplo nos pilares mais solicitados (ver Fig. 2).
- Para as **combinações de acções quase-permanentes** com ou sem sobreposição de acções directas e indirectas, há que, a partir da avaliação dos esforços, estimar tensões nas armaduras e controlar, directa ou indirectamente, a **abertura máxima de fendas** que deve ser limitada, em geral, a 0.3mm. Refira-se que a adopção da armadura mínima referida na alínea a) não assegura, por si, este critério.

4. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS À ACÇÃO SÍSMICA

4.1. Concepção das Estruturas

A concepção estrutural e a eventual adopção de juntas devem considerar as características do comportamento sísmico. Uma vez que dificilmente se tem edifícios que pela sua volumetria sejam regulares, consideramos que se deve salientar como aspectos fundamentais da concepção sísmica:

- Adoptar elementos de parede suficientes, desde logo em núcleos de acessos verticais (elevadores e escadas) para assegurar a limitação de deformabilidade global (em serviço e na rotura, para limitação de danos e evitar efeitos de 2.^a ordem, respectivamente) e a distribuição da capacidade resistente entre pórticos e paredes.
- Dispensar, tanto quanto possível, as juntas sísmicas, e procurar compacidade, hiperstaticidade e/ou robustez do conjunto estrutural, mesmo se gerando algumas assimetrias de volumes ou zonas com pátios interiores vazios.
- Procurar, através de uma criteriosa disposição de elementos verticais eficientes, uma resposta tridimensional regular da estrutura tal que, em cada um dos dois modos de vibração nas direcções principais, a massa mobilizada na outra direcção seja inferior a 5 a 10% da principal.

Refira-se que os cálculos para avaliação da **regularidade**, segundo o EC8, são, na nossa opinião discutíveis, pois os modelos tridimensionais permitem aferir essas características globais de forma mais fiável e realista. As contribuições para a rigidez horizontal de uma parede ou de um pilar, associado a um sistema porticado, não são proporcionais às inércias e dependem do nível do piso, pelo que a avaliação do centro de rigidez, dessa forma, é inconsistente. Considere-se, um edifício rectangular em planta e altura, com 8 pisos em que nos dois pisos inferiores, e por razões de contenção de terras neste caso, há uma parede contínua num dos alçados – ver Fig.7(a). A adopção de paredes resistentes em altura, na fachada oposta permite um comportamento global regular com modos de vibração e coeficientes de participação de massa que apontam para uma resposta sísmica eficiente (Fig.7(b)). Analisando qualquer dos pisos separadamente, conclui-se pela sua irregularidade.

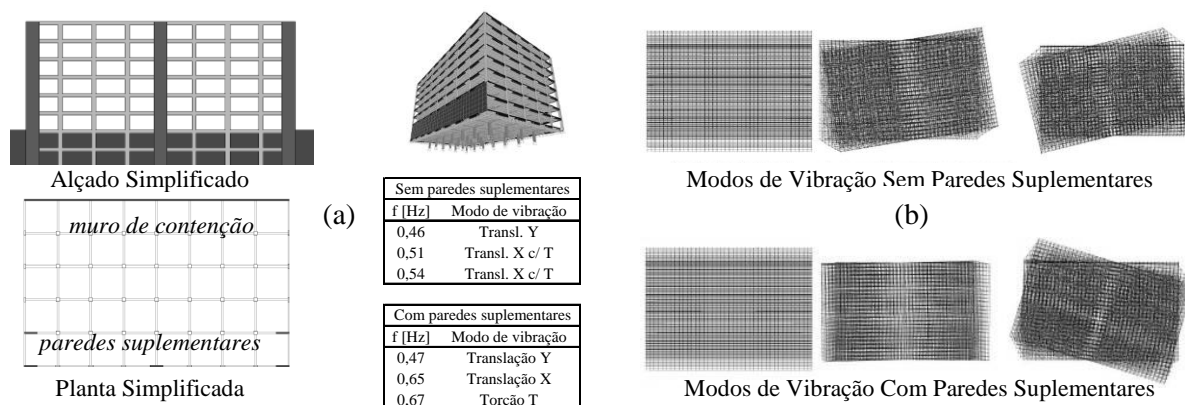


Figura 7. Elementos de parede que melhoram a regularidade estrutural [11]

Para edifícios com as duas plantas representadas na Fig. 8, uma opção possível poderia ser a definição de juntas de forma a assegurar blocos estruturais rectangulares de dimensões máximas da ordem dos 60 metros. Outra opção, no nosso entender mais consistente, seria considerar **blocos estruturais únicos**, melhor do ponto de vista da construção/manutenção, da compatibilidade com a arquitectura e da distribuição eficaz de elementos resistentes (interessando uma única estrutura em vez de 2 ou 4). A 1.^a hipótese dificilmente asseguraria, para cada bloco, características dinâmicas, de deformabilidade e de resistência equivalentes. Os posicionamentos para elementos de parede eficientes, em cada um dos blocos, iria esbarrar, como a nossa experiência mostra, em dificuldades na compatibilização funcional com a arquitectura. Com uma estrutura única tirando partido do posicionamento de núcleos de acesso e com menos elementos suplementares de paredes, é possível encontrar concepções eficientes.

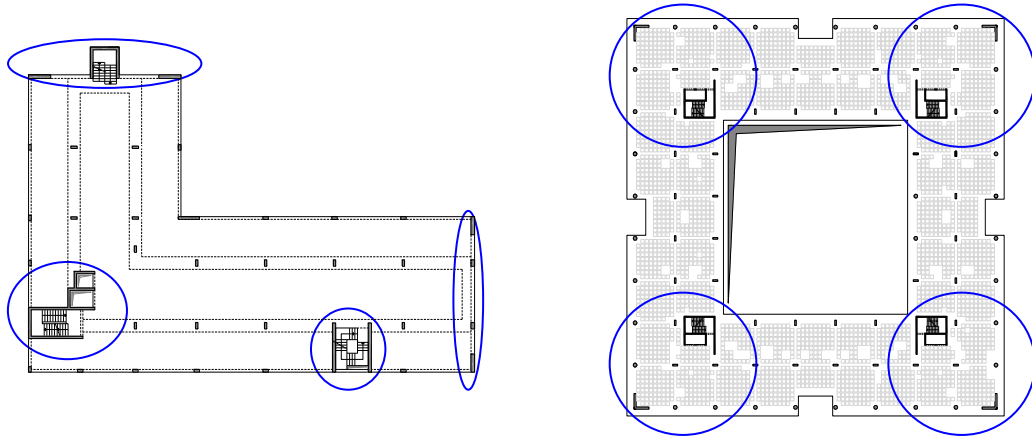


Figura 8. Concepção com blocos estruturais únicos. (a) Planta em L e (b) Planta com vazio interior

4.2. Aspectos relativos à Modelação e Análise

De acordo com o EC8, a acção sísmica, realizada por análise modal com espectros de resposta, deve ser avaliada considerando metade da rigidez elástica, para ter em consideração, de uma forma muito genérica, as características do comportamento não linear do betão estrutural antes da cedência – ver fig. 9(a). Evidentemente que esta perda de rigidez não será uniforme ao longo do mesmo elemento, e, será tendencialmente diferente consoante o elemento estrutural, por exemplo, maior nas vigas e paredes (elementos sem ou com esforço axial moderado) e menor nos pilares (maior efeito axial).

Como é bem conhecido, a capacidade de deformação plástica (após cedência) do betão estrutural – ver fig. 9(b), que permite a dissipação de energia durante o sismo é tida em consideração através da adopção de coeficientes de comportamento, quantificados consoante as maiores ou menores condições da estrutura para absorção de energia. Estas condições dependem, no essencial, da garantia, durante a acção do sismo da formação de “rótulas” plásticas de flexão, sem afectar as condições de resistência ao esforço transversal. Nessas zonas de plastificação potencial, a capacidade de dissipação de energia, ver fig. 9(c), deve ser assegurada através do controlo, como se sabe, no essencial, da posição da linha neutra na rotura (x/d), nível de esforço axial (v) e eficiência de cintagem.

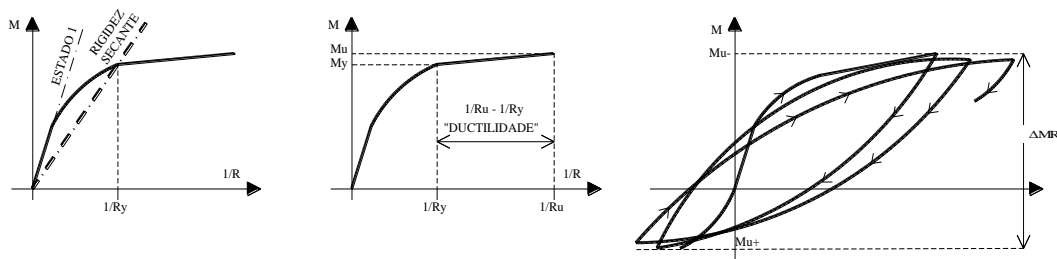


Figura 9. Comportamento não linear. (a) antes da cedência, (b) após plastificação e (c) dissipação energética

Uma “ferramenta”, no nosso entender fundamental, no projecto de estruturas de edifícios, é a possibilidade de implementar na avaliação dos efeitos da acção sísmica, uma certa redistribuição de esforços. Esta possibilidade deverá ser aplicada, com o objectivo de obter uma distribuição de capacidades resistentes, com quantidades de armadura médias e bem distribuídas entre os diferentes elementos (por exemplo, em sistemas mistos entre pórticos e paredes), no sentido de melhorar as características de ductilidade mas também de facilitar as condições de execução. Este procedimento pode e deve ser implementado diminuindo, na análise “elástica” por espectros de resposta, a rigidez de certos elementos, dentro de limites razoáveis (por exemplo após uma análise preliminar, dividir a rigidez de alguns elementos por valores entre 2 a 6). Ao contribuir para melhorar a ductilidade potencial e, mantendo a resistência global, está a garantir-se uma mais eficiente resposta estrutural. Análises não lineares, certamente, seriam úteis para ajudar e balizar este conceito.

Esta abordagem é fundamental nos casos de vigas e pilares curtos (por exemplo em escadas), se não for possível evitá-los. Ao diminuir a rigidez elástica, limita-se as necessidades de resistência à flexão nesses elementos e portanto o esforço transverso máximo mobilizável, garantindo-se, posteriormente uma sobre-resistência a esse efeito e um adequado confinamento.

Em soluções estruturais mistas, muito usuais, paredes/pórticos/pilares com ligação fungiforme às lajes, é possível enquadrar no EC8, estes últimos como elementos secundários, desde que responsáveis só por uma parcela limitada a 15% (EC8 4.2.2(4)) da resistência global à acção sísmica. Esses pilares, ligados directamente às lajes, devem, no essencial, ter uma capacidade resistente à flexão baixa (% de armadura pequena) limitando o máximo momento a transferir entre a laje e o pilar (efeito de punçoamento excêntrico). Entretanto, os pilares devem estar bem cintados na ligação à laje e esta deve ter estribos para assegurar as melhores condições de ductilidade à ligação. Consideramos, por outro lado, que, se a laje tem bandas maciças com espessuras de pelo menos 0.40m entre pilares, o sistema bandas/pilares poderá ter mesmo uma participação mais significativa no processo sísmico/resistente, dimensionado como um sistema porticado.

Nos sistemas porticados a acção sísmica sobrepõe-se às combinações quase-permanentes, incluindo os efeitos das deformações impostas. Como mostra a Fig. 9(c), a capacidade de absorção de energia na viga junto ao nó depende, no essencial, do delta de momentos resistentes, da ductilidade disponível e da forma da curva histerética. Segundo o EC8 há que ter uma relação entre os momentos resistentes, negativo e positivo, não superior a 2. As cargas quase-permanentes têm simplesmente de estar equilibradas em cada momento durante o sismo, entre os apoios e o vão, sendo que, o efeito de uma eventual deformação imposta perde significado durante a acção sísmica.

Se se admitir que durante a acção sísmica há dissipação de energia simultânea nas extremidades das vigas, com momentos de sinais contrários, as cargas verticais estão a ser resistidas como simplesmente apoiadas nas vigas e a transmitir só esforço axial aos pilares. Esta hipótese, aliás, é utilizada para garantir o sobredimensionamento da resistência por esforço transversal das vigas.

Estes princípios, aplicados com rigor e uma boa sistematização podem levar a economias nas quantidades de aço, garantindo os níveis de performance necessários para a acção sísmica.

5. APLICAÇÕES

Tivemos ocasião de aplicar nos últimos anos estes princípios ao projecto de edifícios, com grande área de implantação, como nos casos do edifício Funchal Centrum[8] e do Hospital de Cascais[9], onde a utilização juntas estruturais foram minimizadas conforme esquematizado nas Figs. 10 e 11.

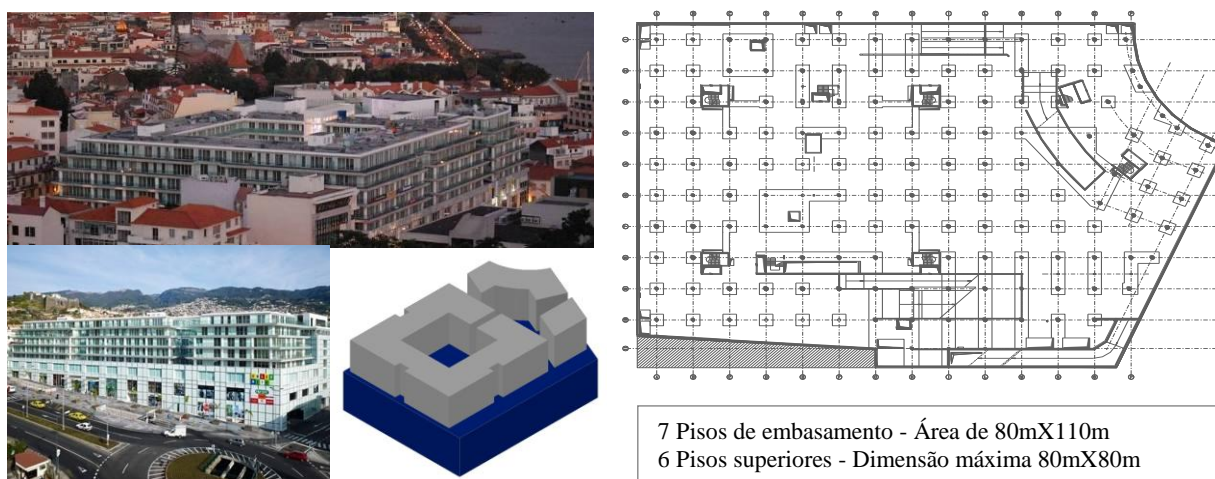


Figura 10. Funchal Centrum, Dolce Vita Funchal – Edifício de grande porte sem juntas estruturais [8]



Figura 11. Hospital de Cascais – Edifício de grande porte com minimização de juntas estruturais [9]

CONCLUSÕES

Esta comunicação realça as vantagens da concepção estrutural com minimização de juntas estruturais e refere, de uma forma necessariamente resumida, os princípios de verificação da segurança associados, à luz das indicações regulamentares e conhecimentos técnicos actuais.

REFERÊNCIAS

- [1] Kordina K., Rostásy F., Svensvik B. (1982). Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigen Zwang infolge Auflagerverschiebung. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft*.
- [2] Camara J., (1988). Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico*.
- [3] Favre R., Jaccoud J., Burdet O., Charif H. (1997). Dimensionnement des structures en béton: Aptitude au service et elements de structures. *EPF Lausanne*.
- [4] Alvarez M. (1998). Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. *Zurique*.
- [5] Corres H., Caro J.M., Petschke T., Torrico J. (2004). Estudio Analítico y Exper. de los Efectos de las Deformaciones Impuestas en las Estructuras Integrales. *Hormigón y Acero, 232, pp63-81*.
- [6] Luís R. (2005). Análise e Dim. de Estruturas de Betão - Sobreposição de Efeitos de Deformações Impostas com Cargas Verticais. *Tese de Mestrado em Eng. Estruturas, Instituto Superior Técnico*.
- [7] Camara J., Luís R. (2006). Structural Response and Design Criteria for Imposed Deformations Superimposed to Vertical Loads Effects. *Fib Congress, Nápoles*.
- [8] Camara J., Figueiredo C., Cardoso, D., (2008). Edifício do Funchal Centrum (Dolce Vita Funchal), Concepção e Projecto. *Congresso Betão Estrutural 2008, LNEC, Lisboa*
- [9] Camara J., Figueiredo C., (2010). Hospital de Cascais, Concepção e Projecto. *Congresso Betão Estrutural 2010, LNEC, Lisboa*.
- [10] Petschke T., (2010). Estudio Analítico y Exper. de los Efectos de las Deformaciones Impuestas en las Estructuras Integrales. *Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid*
- [11] Ruivo L., (2011). Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios. *Tese de Mestrado em Eng. Estruturas, Instituto Superior Técnico*.